

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/328770237>

COURS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES (NOTES DE COURS ET APPLICATIONS)

Book · November 2018

CITATIONS

0

READS

481

1 author:



[Lahlou Dahmani](#)

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

27 PUBLICATIONS 105 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



Cracking identification in a reinforced concrete elements. [View project](#)



CALCUL ET CONCEPTION DES SILOS ET RÉSERVOIRS MÉTALLIQUES [View project](#)

Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU

Lahlou DAHMANI



CONSTRUCTION METALLIQUE
NOTES DE COURS ET APPLICATIONS

2018

SOMMAIRE

CH.1- Les matériaux utilisés en CM	3
1- Elaboration de l'acier.....	3
2- Les produits sidérurgiques en acier.....	4
3- Les principaux produits laminés.....	5
4- Caractéristiques mécaniques des aciers.....	7
CH.2- Bases de calcul	10
1- Exigences fondamentales.....	10
2- Notion de l'état limite.....	10
3- Les actions.....	10
4- Classification des sections transversales.....	14
5- Résistance de calcul.....	21
6- Exemple de calcul.....	22
CH.3- Eléments tendus	24
1- Définition.....	24
2- Domaine d'utilisation.....	25
3- Comportement et dimensionnement.....	26
4- Exemple d'application.....	34
CH.4- Eléments comprimés	38
1- Définition et domaines d'utilisations.....	38
2- Comportement et dimensionnement	38
3- Critères de dimensionnement.....	44
4- Exemple d'application.....	48
CH.5- Eléments non soutenus latéralement	51
1- Introduction.....	51
2- Domaines d'applications.....	51
3- Critères de dimensionnement.....	53
4- Exemples d'applications.....	55
CH.6- Eléments fléchis soutenus latéralement	61
1- Définition.....	61
2- Aspect théorique du déversement.....	62
3- Calcul réglementaire du déversement.....	66
4- Exemple d'application.....	67
CH.7- Flexion déviée	71
1- Définition.....	71
2- Principe de dimensionnement.....	71
3- Exemple d'application.....	73
CH.8- Flexion composée	78
1- Introduction.....	78
2- Domaine d'application.....	78
3- Principe de dimensionnement.....	79
4- Exemple d'application.....	82

CH.9- Analyse globale des ossatures.....	86
1- Introduction.....	86
2- Analyse structurale.....	86
3- Coefficient d'éloignement de l'instabilité élastique.....	87
4- Classification des structures.....	89
5- Les imperfections.....	91
5.1- Les imperfections d'ossatures.....	91
5.2- Les imperfections d'éléments.....	94
6- Procédure de calcul des portiques.....	96
7- Les imperfections pour le calcul des systèmes de contreventement.....	101
8- Exemple d'application.....	107
CH.10- Calcul du portique	112
1- Introduction.....	112
2- Les efforts sollicitant le portique.....	112
3- Calcul des efforts internes.....	112
4- Exemple d'application.....	115
CH.11- Calcul des assemblages.....	144
1- Introduction.....	144
2- Dispositions constructives.....	144
3- Boulons ordinaires.....	145
4- Boulon précontraint.....	146
5- Les différents types d'assemblages.....	148
5.1- Assemblage de rive.....	148
5.2- Assemblage de faîtage.....	149
5.3- Assemblage de pied de poteau.....	149
6- Exemple d'application	150
6.1 Calcul de l'assemblage poutre - traverse.....	150
6.2 Calcul de l'assemblage traverse-traverse.....	156
ANNEXE.....	158
Valeurs des coefficients de flambement.....	158
Efforts internes : Portique articulé.....	162
Efforts internes : Portique encastré.....	166

CH.1 : Les matériaux utilisés en CM

1. Elaboration de l'acier

L'acier est le principal matériau utilisé pour les constructions métalliques. C'est un produit métallurgique obtenu à partir du minerai de fer. Il est fabriqué en transformant le minerai de fer en fonte en le chauffant avec du coke dans un haut fourneau (fig.1 et 2).

A la suite de cette opération le métal obtenu est :

- Du fer si tout le carbone a disparu ;
- De l'acier doux s'il contient au moins 0.1% de carbone ;
- De l'acier dur s'il contient entre 0.5 et 1.0% de carbone.

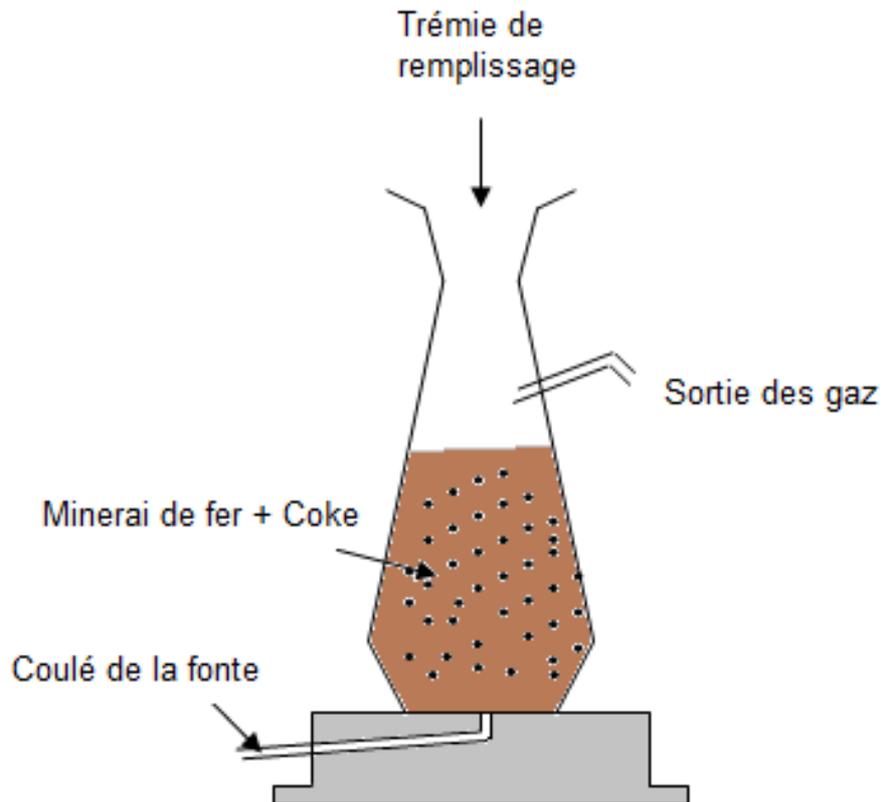


Fig. 1 : Four Martin

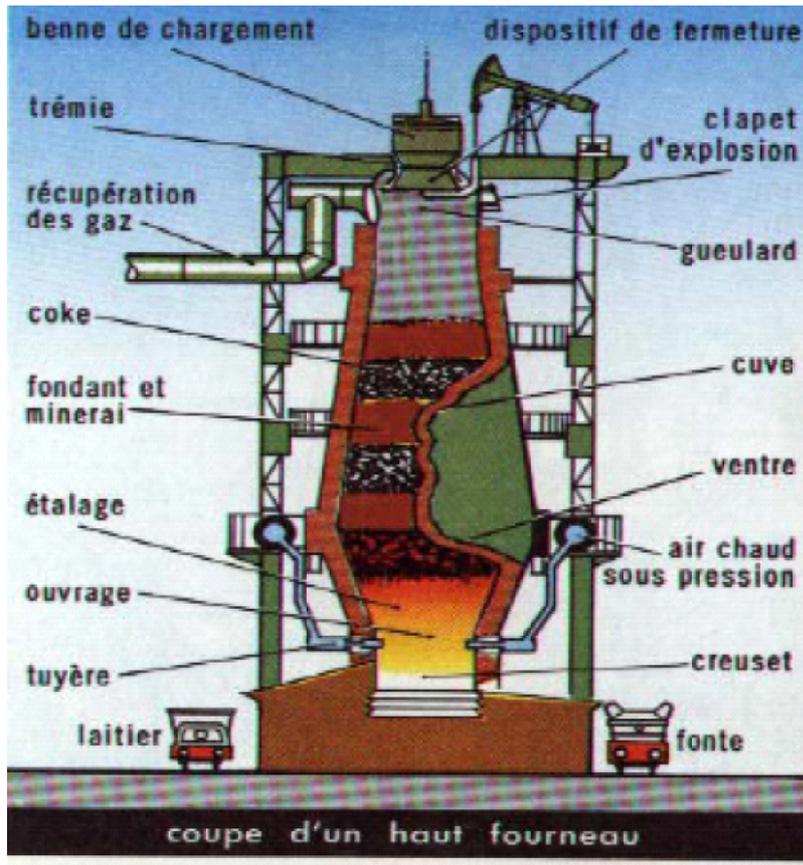


Fig. 2 : Coupe d'un haut fourneau

Remarque 1 :

C'est la teneur en carbone, essentielle pour les caractéristiques mécaniques qui détermine les domaines d'application de l'acier.

Remarque 2 :

De nombreux aciers spéciaux sont fabriqués en incorporant aux aciers naturels divers éléments tels que :

Le nickel, le chrome, le tungstène, le silicium etc.

Les aciers inoxydables sont ainsi des alliages composés de fer (73%), de chrome (18%), de nickel (8%) et de carbone (1%).

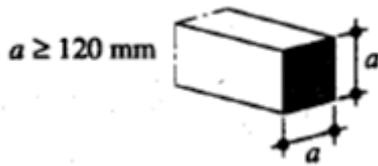
2. Les produits sidérurgiques en acier

Fabrication des tôles et des profilés :

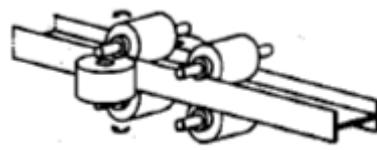
Le laminage (fig.3) est un procédé employé dans l'industrie sidérurgique pour faire des tôles et des profilés. Le principe consiste à faire passer entre deux cylindres un ligot qui épousera la forme de l'espace disponible en s'allongeant et en s'aplatissant.

Pour obtenir des profilés, barres ou rails, on utilise des cylindres cannelés.

Lingot



train de laminage



produit fini

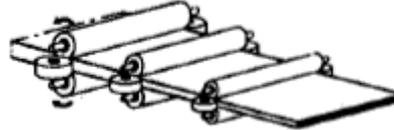
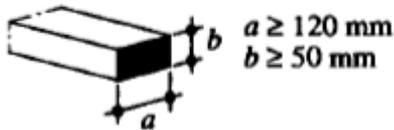
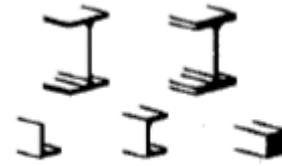


Fig.3: Phase principale du laminage à chaud

3. Les principaux produits laminés :

Les produits finis utilisés en construction métallique sont :

3.1- Les cornières :

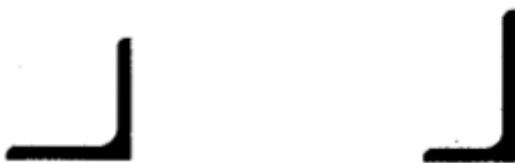
Ce sont des laminés à deux branches perpendiculaires (fig.4). Elles se distinguent par la largeur des ailes et leurs épaisseurs. Elles sont de deux types :

Cornière à aile égale ex : L40×40×4

Cornière à aile inégale ex : L40×20×4

La longueur de livraison : de 4 à 14 m

Domaine d'utilisation : éléments de liaison, outre à treillis etc.



Cornière à aile égale

cornière à aile inégale

Fig. 4 : Les cornières

3.2- Les poutrelles :

- Les poutrelles en I utilisées pour résister à la flexion (poutres en générale). Elles sont de plusieurs types (fig.4):

Les IPN : inclinaison à 14°

Les IPE : ailes parallèles

- Les poutrelles en H à larges ailes (fig.5) utilisées surtout pour résister aux efforts de compression (poteaux).

	Ailes étroites		Larges ailes		
	INP 300	IPE 300	HEA 300	HEB 300	HEM 300
m [kg/m]	54.2	42.2	88.3	117	238
A [mm ²]	6900	5380	11 300	14 900	30 300
I_y [10 ⁶ mm ⁴]	98.0	83.6	182.6	251.7	592.0
I_z [10 ⁶ mm ⁴]	4.51	6.04	63.1	85.6	194.0

Fig.5 : Les poutrelles

- **Les profilés en U :**

Les profilés en U (fig.6) sont souvent utilisés comme éléments secondaires (pannes) et poteaux composés. On distingue les séries UPN avec les faces internes des ailes inclinées et UAP à épaisseur d'ailes constante

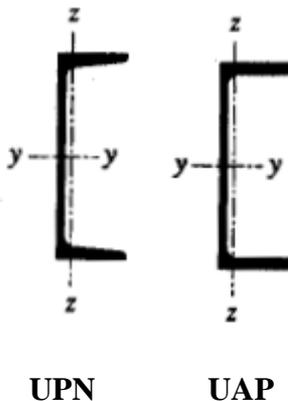


Fig.6 : Les profilés en U

- **Les tôles métalliques :**

Produits plats :

Parmi les produits plats, on distingue entre les larges plats et les tôles (fig.6).

Les larges-plats : Elles sont des feuilles d'acier laminées à chaud sur les quatre faces. Etant donné le laminage dans le sens de la longueur, ces larges plats ont un sens préférentiel

(meilleure résistance en long qu'en travers). Leurs dimensions varient dans les limites suivantes :

Largeur : 160 à 600 mm,

Epaisseur : 5 à 10 mm.

Les tôles : Elles sont laminées à chaud seulement sur les grandes faces (Fig.7). Elles sont subdivisées selon les normes en trois catégories :

- Les tôles fortes : épaisseur $t \geq 5mm$; largeur : de 600 à 4000 mm
- Les tôles moyennes : $3mm \leq t < 5mm$; largeur : de 600 à 2000 mm
- Les tôles fines : $t < 3mm$; largeur : de 500 à 1800 mm

Le domaine d'utilisation : section composées ; poutres dépassant 600 mm de hauteur, ex : poutre des ponts roulants.

Les tôles fines ont un emploi limité en construction métallique en raison de leur souplesse et de leur faible épaisseur (danger de corrosion)

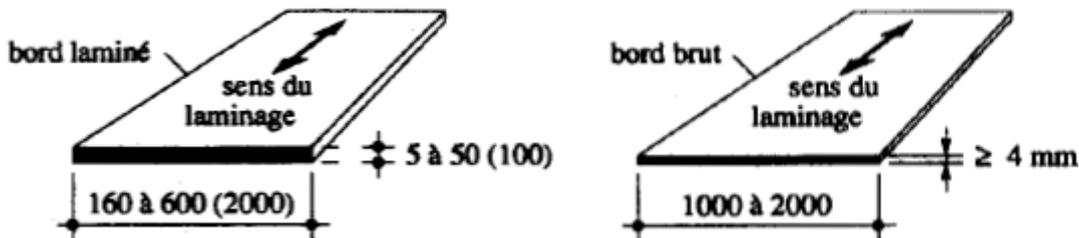


Fig. 7: Exemples de produits plats

4. Caractéristiques mécaniques des aciers :

On détermine les caractéristiques mécaniques des aciers (E, f_y, f_u, ε) à l'aide des essais expérimentaux.

4.1- Essai de traction :

L'essai de traction (fig.8) consiste à charger jusqu'à rupture une éprouvette sous l'action d'une force de traction. On observe les domaines suivants :

OA : Les allongements sont proportionnels aux charges

σ_p : appelée limite de proportionnalité au delà la loi de Hooke n'est plus applicable

$\sigma = E\varepsilon$: loi de Hooke

OB : Domaine élastique avec f_y limite d'élasticité. Si on supprime les efforts la barre reprend sa position initiale.

BC : Palier d'écoulement (domaine plastique). Si on supprime l'effort la barre ne reprend pas sa position initiale (présence de déformations permanentes).

CD : Acier écrouie (écrouissage). Les déformations sont de plus en plus grande jusqu'à atteindre la limite de rupture f_u où le phénomène de striction se produit. Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une **adaptation du métal face à une surcharge accidentelle** ; c'est donc un **facteur de sécurité en service**.

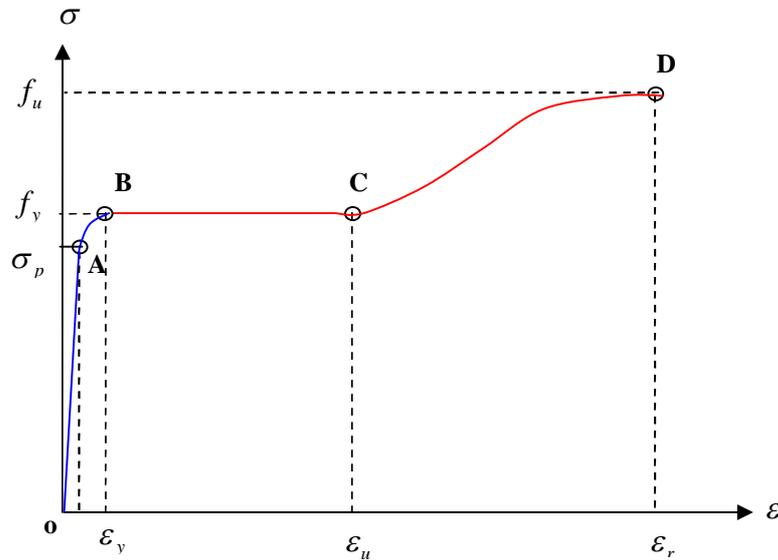


Fig.8 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier de construction

4.2- Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

Certaines caractéristiques mécaniques d'un acier telles que résistance à la traction, limite d'élasticité, allongement de rupture, sont définies par l'essai de traction sur éprouvette qui permet d'établir le diagramme contrainte-déformation spécifique (fig.8). Dans la figure 9, on a tracé la relation contrainte-déformation spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (FeE235 et FeE355), où l'on a admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité.

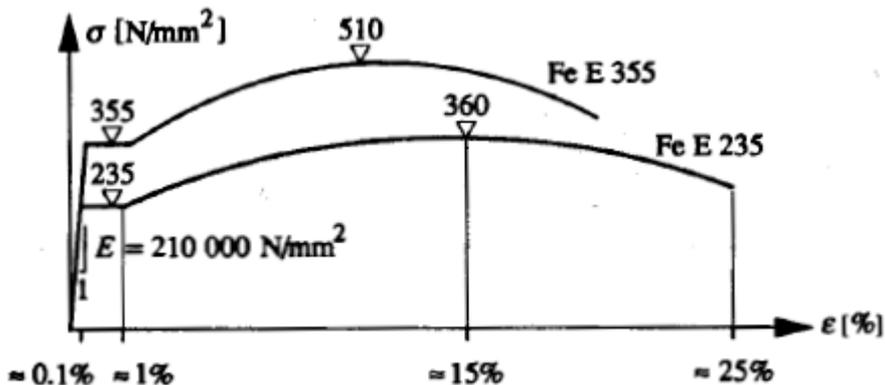


Fig.9 : Diagrammes contrainte – déformation spécifique des aciers FeE235 et FeE355

Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivants :

- Module d'élasticité : $E = 210000N/mm^2 = 210KN/mm^2$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81KN/mm^2$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha_T = 1.2 \times 10^{-5} / ^\circ C$
- Charge volumique : $\gamma = 78.5KN/m^3$

4.3- Nuance d'acier

La nuance d'acier est définie par sa limite d'élasticité f_y . Un acier ayant une valeur nominale de la limite d'élasticité $f_y = 235N/mm^2$ est appelé acier FeE235 (Fe pour fer, E pour limite d'élasticité). Le tableau 1 donne la désignation et quelques caractéristiques des principaux aciers de construction.

Tableau1

SIA 161 (1989)	Nuance d'acier selon		Limite d'élasticité f_y [N/mm ²] (1)	Résistance à la traction f_u [N/mm ²] (1)	Allongement de rupture ϵ_r [%] (2)	Désignations ou utilisation
	EN 10 027-1 (1992)	SIA 161 (1979)				
Fe E 235	S235	Fe 360	235	360	26	Acier doux Acier pour profilés creux Acier à haute résistance Acier à grain fin
Fe E 275	S275		275	430	22	
Fe E 355	S355	Fe 510	355	510	22	
Fe E 460	S460		460	550	17	

CH.2 : Bases de calcul

1. Exigences fondamentales :

Une structure doit être calculée et réalisée de manière à satisfaire certaines conditions de résistance et de comportement vis-à-vis des actions qui lui seront appliquées au cours de sa durée de vie.

Il s'agit donc de s'assurer que :

- La structure dans son ensemble ou un de ses éléments puisse résister aux différentes actions avec une probabilité acceptable.
- La structure doit également résister à d'éventuelles actions accidentelles (séisme, explosion, choc...)
- La structure ne doit pas subir des déformations ou des vibrations susceptibles de gêner le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour satisfaire à ses différentes conditions, la conception, le dimensionnement, la fabrication et la réalisation doivent être menées dans les règles de l'art par des personnes qualifiées.

Des contrôles doivent également être faits au stade de la fabrication, de la réalisation et de l'exploitation de l'ouvrage.

2. Notion de l'état limite :

Les états limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue. Les états limites sont classés en :

- états limites ultimes,
- états limites de service.

Etats limite ultimes :

Les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale (perte de stabilité) qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Etats limites de services :

Les états limites de service sont associés à l'esthétique de la structure (fissuration nuisible) et au confort des occupants (déformations excessives et vibrations).

3. Les actions :

Une action désigne aussi bien des charges appliquées à la structure que des déformations imposées par les effets thermiques ou des déplacements d'appui.

Trois types d'action sont à considérer :

- les **actions permanentes G** : poids propre de la structure, poids des équipements ;
- les **actions variables d'exploitation ou d'environnement Q** : surcharges d'exploitation, neige, vent, effets thermiques ;
- les **actions accidentelles A** : charges d'explosions, chocs divers, séismes, feu, etc.

La valeur de calcul d'une action est obtenue en faisant le produit d'une valeur représentative de l'action par un coefficient partiel de sécurité.

$$S_d = \gamma_F S_k$$

Où :

S_d : Valeur de calcul de l'action.

S_k : Valeur caractéristique.

γ_F : Coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée.

3.1. Les combinaisons d'actions :

Une combinaison d'actions résulte de l'application simultanée :

- des actions permanentes ;
- d'une action variable dite de base ;
- des actions variables dites d'accompagnement.

Les actions sont combinées entre elles et leurs valeurs sont affectées de divers coefficients qui sont :

- Les coefficients partiels de sécurité γ , attachés aux actions tant permanentes que variables.
- Les coefficients de combinaisons ψ , attachés aux seules actions variables, qui ne sont pas des coefficients de sécurité, mais uniquement des facteurs liés à la probabilité d'occurrence de la combinaison de plusieurs actions variables, dont les valeurs ne peuvent être maximales simultanément.

Ces combinaisons comprennent des combinaisons d'états limites ultimes et des combinaisons d'états limites de service.

3.1.1. Combinaison aux état limite ultime ELU:

Combinaison fondamentale :

Elle comprend les actions permanentes G , une action variable **de base** Q_1 avec sa valeur nominale et éventuellement d'autres actions variables **d'accompagnement** Q avec leurs valeurs de combinaison $\psi_0 \cdot Q$.

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q$$

Combinaison simplifiée :

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q \text{ ou } \sum \gamma_G \cdot G + 0.9 \sum \gamma_Q \cdot Q$$

3.1.2. Combinaison aux état limite de service : ELS

- **Combinaisons rares :**

$$\sum G + Q_1 + \sum \psi_0 \cdot Q$$

- **Combinaisons fréquentes :**

$$\sum G + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_2 \cdot Q$$

- **Combinaisons quasi-permanentes :**

$$\sum G + \sum \psi_2 \cdot Q$$

3.2. Coefficients partiels de sécurité γ :

Le coefficient partiel de sécurité tient compte (tableau 1):

- de la possibilité d'écarts défavorables au niveau de l'action ;
- de la possibilité d'une modélisation imprécise de l'action ;
- des incertitudes relatives à l'évaluation des effets de l'action.

Tableau 1

	Actions permanentes	Actions variables
Effet défavorable	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$
Effet favorable	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_Q = 0$

3.3. Coefficients de combinaison ψ :

Pour les charges variables, trois autres valeurs représentatives (Fig.1) sont définies comme suit :

- $\psi_0 \cdot Q$: valeur de combinaison ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations durables et dans les combinaisons rares d'états limites de service. Elle tient compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions variables indépendantes ;
- $\psi_1 \cdot Q$: valeur fréquente, correspondant approximativement à une valeur qui est dépassée pendant 5 % du temps ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations accidentelles et les combinaisons fréquentes d'états limites de service ;
- $\psi_2 \cdot Q$: valeur quasi permanente correspondant approximativement à une valeur qui est dépassée pendant 50 % du temps ; elle est utilisée dans les combinaisons d'états limites ultimes pour les situations accidentelles et les combinaisons quasi permanentes d'états limites de service.

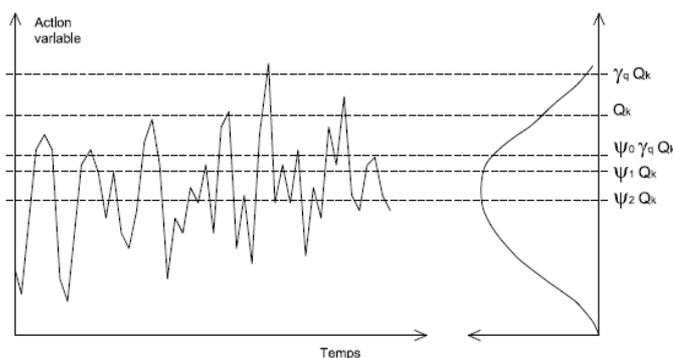


Fig.1 : Définitions des différentes valeurs représentatives d'une action variable.

Les valeurs des coefficients de combinaisons ψ figurent dans le tableau 2 suivant :

Tableau 2

		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charge d'exploitation Q	Habitations, résidentiels et bureaux	0.7	0.5	0.3
	Commerces et lieux de réunions	0.7	0.7	0.6
	Stockage	1.0	0.90	0.80
Neige S	$H > 1000m$	0.7	0.5	0.2
	$H < 1000m$	0.5	0.2	0
Vent W		0.6	0.2	0

Remarque :

Dans le cas des bâtiments en générale, on peut utiliser les combinaisons simplifiées suivantes :

Combinaisons de charges simplifiées :

Etat limite ultime :

1. $1.35G + 1.5Q \downarrow$
2. $1.35G + 1.5V \downarrow$
3. $1.35G + 1.5N \downarrow$
4. $1.35G + 1.35(Q + V + N) \downarrow$
5. $G - 1.5V \uparrow$

Etat limite de service :

1. $G + Q \downarrow$
2. $G + V \downarrow$
3. $G + N \downarrow$
4. $G + 0.9(Q + V + N) \downarrow$
5. $G - V \uparrow$

4. Classification des sections transversales (CH.5.3, EC 3):

Notion de classification des sections

- Un élément de plaque mince comprimée peut “voiler localement” prématurément.
- Ce voilement local peut limiter la résistance de la section en empêchant l’atteinte de la limite d’élasticité.
- La notion de classe de section permet d’appréhender ce phénomène en limitant les rapports largeur sur épaisseur des éléments de plaque comprimée.

L’Eurocode 3 a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

- Elancement des parois,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local, etc.

Quatre classes de sections transversales sont définies (tableau 3) (Fig.2 et 3).

Tableau 3

Performance croissante →	Classe	Capacité des sections transversales
	1	Section pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique
	2	Sections pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
	3	Section dont la contrainte calculée sur la fibre extrême comprimée de l’élément en acier peut atteindre la limite élastique, mais dont le voilement local est susceptible d’empêcher le développement du moment de résistance plastique
	4	Sections dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local

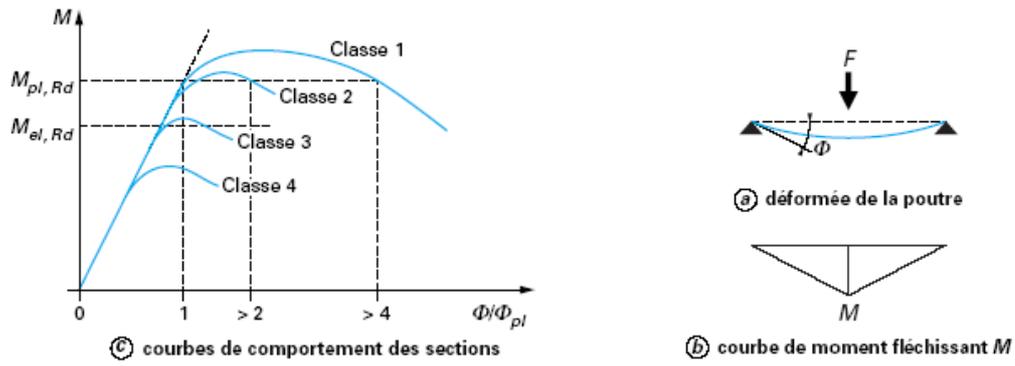


Fig. 2 : Comportement des sections suivant la classification de l'EC 3

CLASSE	MODELE DE COMPORTEMENT	RESISTANCE DE CALCUL	CAPACITE DE ROTATION PLASTIQUE
1		PLASTIQUE sur section complète f_y	Importante
2		PLASTIQUE sur section complète f_y	Limitée
3		ELASTIQUE sur section complète f_y	Aucune
4		ELASTIQUE sur section efficace f_y	Aucune

Fig. 3 : Classification des sections selon l'EC 3

Les Tableaux 4,5, 6 et 7 permettent de déterminer la classe d'une section.

Tableau 4 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) <u>Âmes</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 5 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois internes de semelles (parallèles à l’axe de flexion)

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l’axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 6 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

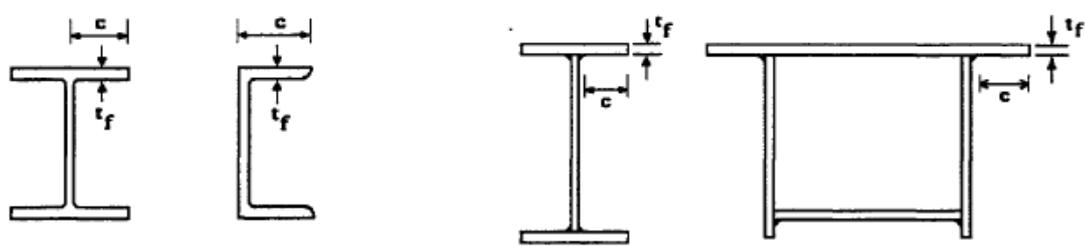
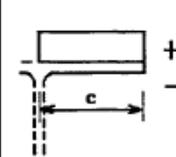
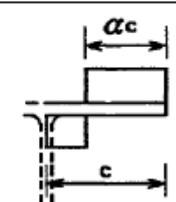
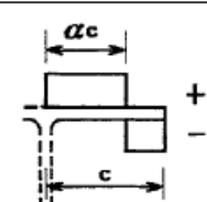
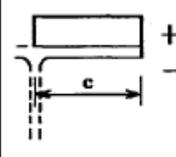
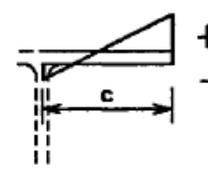
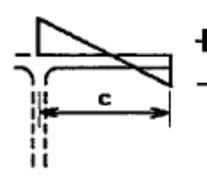
(b) Parois semelles en console :					
					
		Sections laminées	Sections soudées		
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
					
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 7 – Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois de semelles en console (cornières et sections tubulaires)

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p> <p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>				
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$			
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

Classe des sections :

La classe de la section est donnée par la valeur maximale des classes de la semelle et de l'âme

Ex :

Classe de la semelle 1.

Classe de l'âme 3.

Classe de la section est de classe 3.

Semelle comprimée	Âme fléchie	Âme comprimé
<p>Classe de la semelle :</p> $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon : \text{classe 1.}$ $\frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon : \text{classe 2.}$ $\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon : \text{classe 3.}$	<p>Classe de l'âme :</p> $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon : \text{classe 1.}$ $\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon : \text{classe 2.}$ $\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon : \text{classe 3.}$	<p>Classe de l'âme :</p> $\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon : \text{classe 1.}$ $\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon : \text{classe 2.}$ $\frac{d}{t_w} \leq 42\varepsilon : \text{classe 3.}$

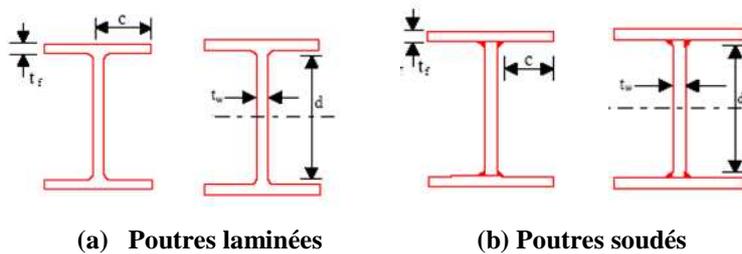


Fig.7 : Définition de la largeur de compression c et d (semelles et âmes des poutres laminées et soudées).

Classe des sections soumises à la flexion composée

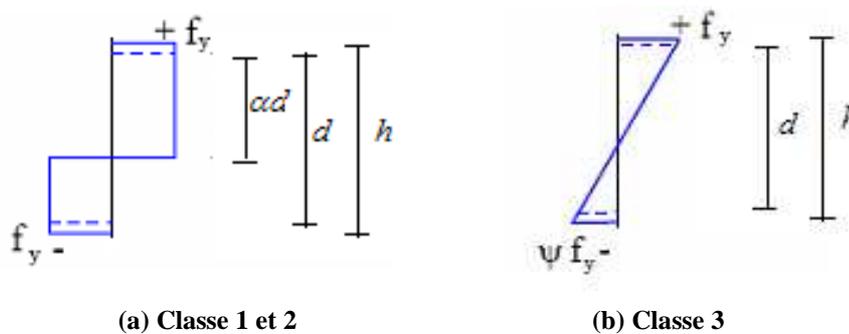


Fig.8 : Définition de α et ψ pour la classification des sections comprimées et fléchies ; a : classe 1 et 2 et b : classe 3.

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \frac{N_{sd}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1$$

Où :

N_{sd} : est l'effort axial de compression

5. Résistance de calcul

L'analyse globale d'une structure soumise à une combinaison d'actions se traduit par un effet S_d (effort normal, moment de flexion, déformée, etc.). L'exigence de performance ou de non ruine est respectée lorsque :

$$S_d \leq R_d$$

avec :

R_d : résistance de calcul pour le mode de ruine considéré ou le niveau de performance spécifié.

Dans le cas des ELU :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

avec :

R_k : valeur caractéristique de la résistance considérée,

γ_M : coefficient partiel de sécurité applicable à la résistance caractéristique du matériau.

Coefficient partiel de sécurité γ_M :

Les coefficients partiels de sécurité pour vérifier la résistance des sections sont donnés dans le tableau 8 suivant :

Tableau 8 : Coefficients partiels de sécurité du matériau

	Classe	1,2,3	4
Calcul des sections transversales à la résistance	Section brute	$\gamma_{M0} = 1.1$	$\gamma_{M1} = 1.1$
	Section nette au droit des trous	$\gamma_{M2} = 1.25$	
Calcul des éléments aux instabilités		$\gamma_{M1} = 1.1$	

6. Exemple d'application :

Calculer la classe de la section transversale d'un élément en **IPE 400** (voir figure ci-dessous) travaillant aux sollicitations suivantes :

- à la compression ;
- à la flexion ;
- à la flexion composée, avec un effort axial de compression de 300 KN.

L'acier est de nuance S235.

Solution :

Classification de la section de l'élément en IPE 400

Élément travaillant à la compression :

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{180/2}{13.5} = 6.67 \leq 10 \quad (\text{Semelle de classe 1})$$

Classe de l'âme : (comprimée)

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 > 33 \quad (\text{Âme de classe 2})$$

Sous la charge de compression la section est de classe 2

Élément travaillant à la flexion :

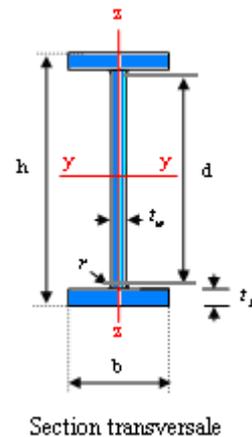
Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{180/2}{13.5} = 6.67 \leq 10 \quad (\text{Semelle de classe 1})$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$



Section transversale

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 < 72 \quad (\text{\AA}me de classe 1)$$

Sous la charge de flexion la section est de classe 1.

Elément travaillant à la flexion composé :

Classe de la semelle : (comprimée) (Classe 1 comme ci- dessus)

Classe de l'âme: (fléchie)

Pour les sections de classes 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad \text{Pour } \alpha > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} \quad \text{Pour } \alpha \leq 0.5$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \frac{N_{sd}}{2t_w f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1$$

Où :

N_{sd} : est l'effort axial de compression

$$\alpha = \frac{1}{331} \left(\frac{400}{2} + \frac{1}{2} \frac{300000}{2 \times 8.6 \times 235} - (13.5 + 21) \right) = 0.61$$

$$\alpha = 0.61 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.48$$

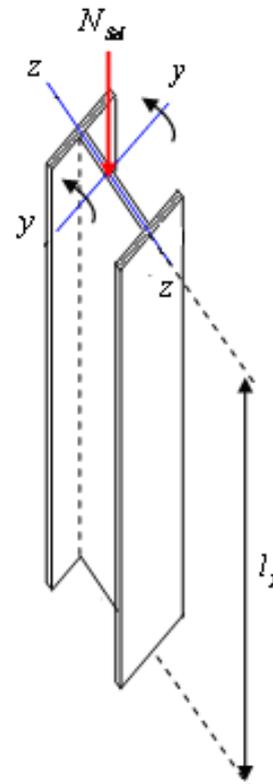
$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1.0}{13 \times 0.61 - 1} = 57.14$$

$$38.48 < 57.14 \quad (\text{\AA}me de classe 1)$$

La section en IPE 400 est de classe 1

Conclusion :

La classe de la section IPE 400 est de classe 2 sous la compression, et de classe 1 sous flexion simple et flexion composée.



CH.3 : Eléments tendus

1. Définitions

Un composant est dit tendu ou en traction pure lorsque ses extrémités sont soumises à des efforts qui imposent un allongement uniforme à toutes les fibres du composant. Dans le cadre de la schématisation de la théorie des poutres (cf. [C 2 550, § 2.3]), le composant est tendu si la résultante des efforts s'exerçant sur une section quelconque se réduit à un effort normal appliqué au centre de gravité G de la section et dirigé de la section vers l'extérieur de l'élément comme illustré sur la figure 1.

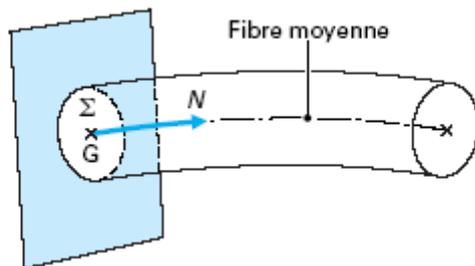


Figure 1 – Section courante S et partie du composant située à droite de la section

L'axe de l'effort normal est confondu avec la fibre moyenne de l'élément.

La contrainte σ en un point quelconque de la section droite est constante et est donnée par la relation :

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

avec :

- N : Effort de traction,
- A : Aire de la section droite de l'élément.

Dans le domaine élastique, la déformation e d'une fibre quelconque est reliée à la contrainte par la loi de Hooke :

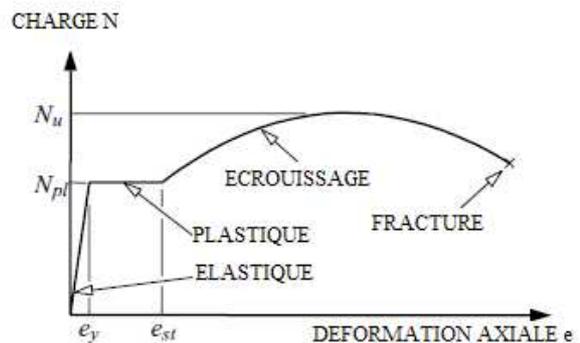
$$\sigma = E\varepsilon$$

avec E : Module d'Young.

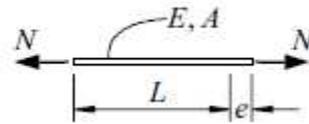
Pour les aciers de construction courants, $E = 210000\text{N/mm}^2$. On en déduit l'allongement δL d'une fibre quelconque par la relation :

$$\delta L = \varepsilon L = \frac{\sigma}{E} L = \frac{NL}{EA}$$

avec



L : Longueur de l'élément.



Remarque :

Pour $\sigma = f_y$ on a : $\sigma = f_y = \frac{N_{pl}}{A}$ et $N_{pl} = Af_y$

N_{pl} : est appelé effort normal plastique

2. Domaines d'utilisations

Le composant tendu est l'élément de structure métallique le plus simple et le plus efficace car il ne pose aucun problème d'instabilité de forme. Il est présent dans presque toutes les ossatures métalliques

En général, les sections laminées sont les plus utilisées et que les sections composées sont réservées spécifiquement pour résister aux grands efforts (Fig.2).

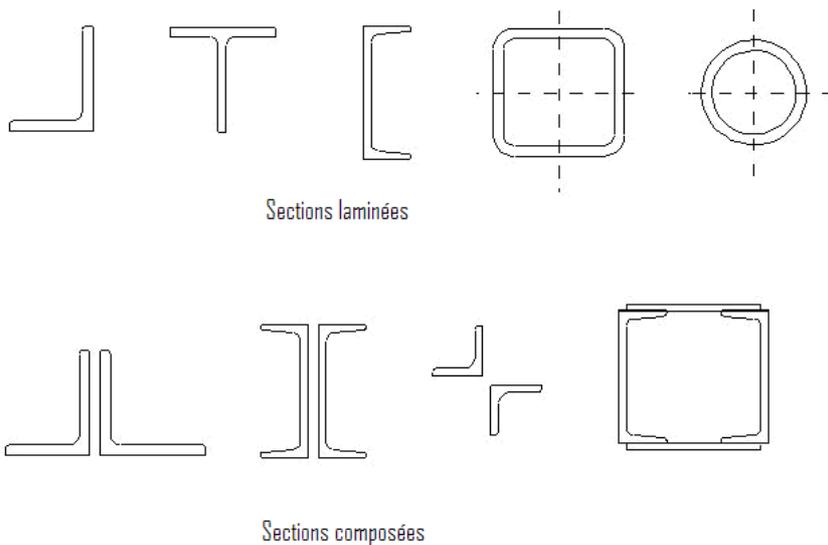


Fig. 2 : Sections transversales des éléments tendus

Dans les poutres en treillis, une des membrures et certaines diagonales sont toujours des éléments tendus (Fig.3). Certaines diagonales de système de contreventement peuvent être des composants tendus comme illustré sur la figure 4. On le retrouve par ailleurs sous différentes dénominations : suspentes, pendarts, aiguilles, poinçons, tirants, haubans.

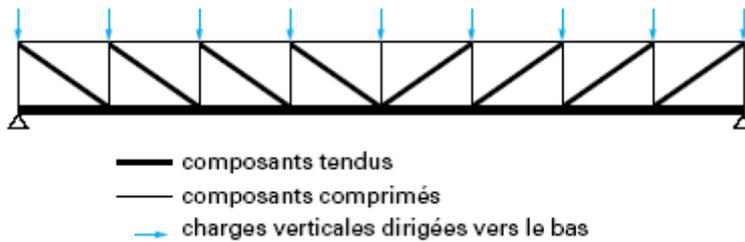


Fig.3 – Poutre à treillis en N

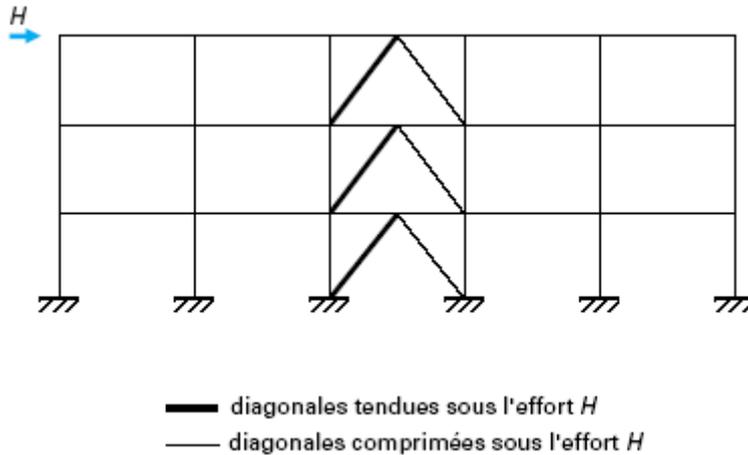


Fig.4 – Contreventement vertical d'un long-pan de bâtiment industriel

3. Comportement et dimensionnement

3.1. Modes de ruine

3.1.1. Ruine par plastification de la section brute

La ruine ou la défaillance d'un élément tendu peut avoir lieu dans la zone courante ou dans la zone d'assemblage.

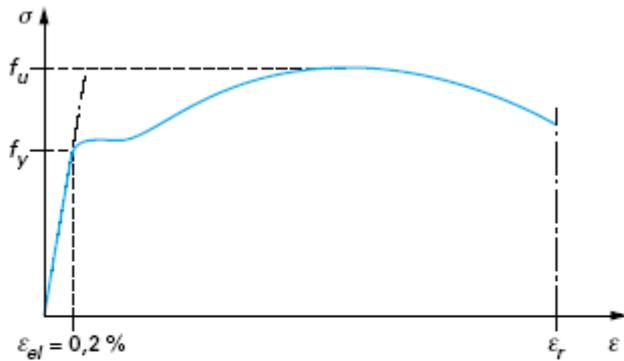
La défaillance dans la zone courante est due aux allongements excessifs résultant de la plastification des sections. En effet, en faisant croître progressivement l'effort de traction appliqué à l'élément, les contraintes dans les sections courantes atteignent la limite élastique et les sections se mettent à plastifier. Dans le domaine plastique, les déformations des fibres augmentent de façon de plus en plus significative pour un accroissement donné de l'effort appliqué (fig.5). L'allongement de l'élément devient rapidement incompatible avec la géométrie de l'élément ou de la fonction de l'ouvrage.

3.1.2. Ruine par fracture de la section nette au droit des trous

Les phénomènes pouvant concourir à une défaillance dans les zones d'assemblages comprennent :

- La résistance à la rupture des sections dans la zone d'assemblage doit être évaluée à partir de l'aire de la section nette la plus petite, obtenue généralement en déduisant l'aire des trous de l'aire de la section courante. **La plastification complète de la section nette n'est pas considérée comme un seuil de ruine car l'on suppose que la zone de sections réduites**

par les trous est relativement petite pour affecter l'allongement global de l'élément. Typiquement, seule la rupture de la section est à vérifier si la longueur de la zone d'assemblage est inférieure ou égale à la plus grande dimension transversale de l'élément ; les assemblages courants remplissent cette condition. L'état de contraintes dans les sections nettes dépend des concentrations de contrainte autour des trous et de l'existence de contraintes résiduelles. Dans le cas usuel des bâtiments non soumis à des efforts de fatigue (solllicitations cycliques en grand nombre), on considère que la ductilité du matériau est suffisante pour que ces paramètres n'affectent pas le calcul de la limite à la rupture des sections nettes ;



- ϵ_r allongement à la rupture > 20 % pour les aciers de construction
- ϵ_{el} allongement à la limite élastique
- f_y limite élastique
- f_u limite de résistance en traction

Fig.5 – Diagramme contrainte σ – déformation ϵ de l'éprouvette de traction

— les **excentricités** dans la transmission des efforts au niveau des assemblages comme celle indiquées sur la figure 6 qui induisent des moments secondaires pouvant entraîner la ruine d'une attache si ces moments sont importants et n'ont pas été pris en compte lors du calcul des assemblages. La meilleure façon d'éviter ce problème est de concevoir des attaches sans excentricité ou avec des excentricités réduites au minimum. Dans les cas où les excentricités ne peuvent être évitées, il faut tenir compte des moments secondaires dans les calculs des assemblages ;

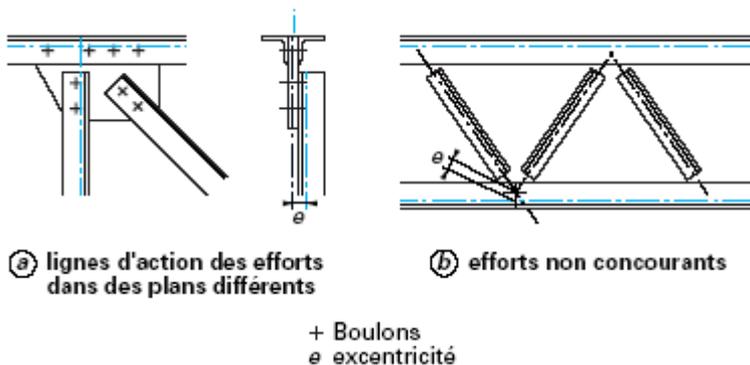


Fig.6 – Exemples d'excentrement d'efforts au niveau des assemblages

— dans les zones d'assemblage, il n'est pas toujours possible d'attacher toute la **section de l'élément tendu** comme c'est le cas des cornières attachées par une seule aile (fig.6 a et 7). Il en résulte une modification de la répartition des contraintes normales dans la section

du fait du « traînage de cisaillement ». La solution est d'en tenir compte dans les calculs des assemblages ou d'adopter des dispositions qui en minimisent l'impact.

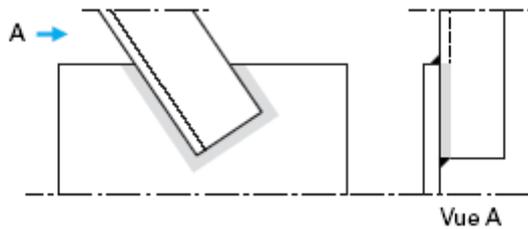


Fig.7 – Cornière attachée par soudure (zone grisée) sur un gousset

3.2. Critères de dimensionnement

Les critères de dimensionnement de l'EC3 concernent naturellement la prévention des modes de ruine qui viennent d'être évoqués.

Suivant la clause 5.4.3 de l'EC3, la valeur de calcul de l'effort de traction N_{Sd} dans l'élément doit vérifier :

$$N_{Sd} \leq N_{t.Rd} = \text{Min}[N_{pl.Rd} ; N_{u.Rd} ; N_{net.Rd}]$$

Où :

$N_{t.Rd}$: est la résistance de calcul de la section à la traction prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

0,9 est un coefficient de réduction pour tenir compte de l'excentricité, de concentration des contraintes ect...

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints (HR) à l'ELU.}$$

Avec

- A : Aire de la section brute,
- A_{net} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.
- f_y : Limite élastique du matériau,
- f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée,

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité du matériau, $\gamma_{M0} = 1.1$

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes, $\gamma_{M2} = 1.25$

3.3. Calcul de la section nette A_{net}

3.3.1. Trous disposés en rangées

Dans le cas général où les trous sont disposés par rangées perpendiculaires à la direction de l'effort de traction (fig.8), l'aire nette est égale à l'aire brute diminuée des aires prises par les trous :

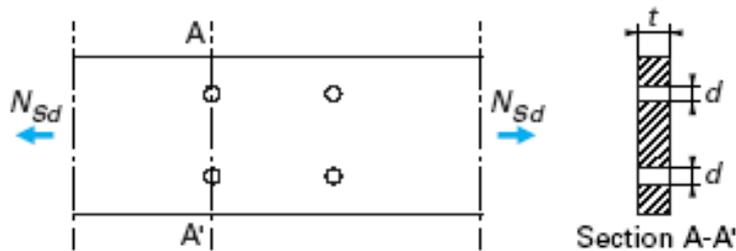


Fig.8– Trous disposés en rangées perpendiculaires à l'effort

$$A_{net} = A - ndt$$

Avec

n : Nombre de trous dans la section considérée,

d : Diamètre des trous,

t : Épaisseur de la tôle.

3.3.2. Trous disposés en quinconce

Dans le cas où les trous sont disposés en quinconce comme sur la figure 9, il faut envisager différentes lignes de rupture, calculer pour chaque ligne de rupture l'aire de la section nette correspondante et retenir la valeur la plus petite pour les calculs de résistance.

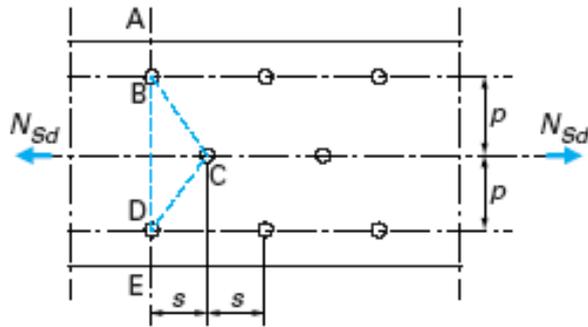
Pour une ligne de rupture brisée quelconque, la section nette est évaluée par la relation :

$$A_{net} = A - ndt + \frac{s^2}{4p} t$$

avec :

s : L'espacement horizontale (// à la direction de l'effort) entre centre de deux boulons

p : L'espacement verticale (\perp à la direction de l'effort) entre centre des deux même boulons



2 sections critiques à vérifier : ABDE et ABCDE

Fig.9 – Trous disposés en quinconce

Remarque :

Dans une cornière ou toute autre élément (poutrelle) comportant des trous dans plus d'un plan, l'espacement p doit être mesuré le long de la ligne moyenne dans l'épaisseur du matériau. (Fig.10)

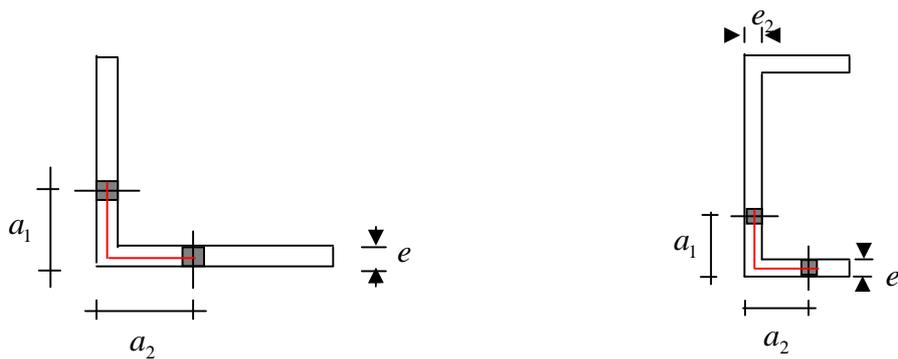


Fig.10- Cornières et poutre en U avec trous dans les deux ailes

La cornière : $p = (a_1 - e/2) + (a_2 - e/2) = a_1 + a_2 - e$

La poutrelle : $p = (a_1 - e_1/2) + (a_2 - e_2/2) = a_1 + a_2 - (e_1 + e_2)/2$

4. Exemples d'applications

Exemple 1 :

Calculer la section nette minimale de la plaque (300×15) boulonnée ci-dessous.
Le diamètre des trous et de 20 mm.

Calcul de la section nette minimale $(A_{net})_{min}$

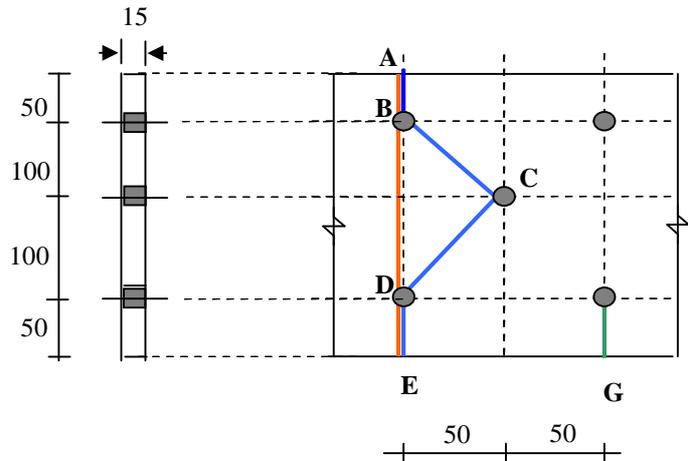
Ligne droite ABDE: (2 trous)

$$A_{net1} = A - nde$$

$$A_{net1} = 300 \times 15 - 2 \times 20 \times 15 = 3900 \text{ mm}^2$$

Ligne brisée ABCDE : (3 trous)

$$A_{net2} = A - nde + \sum_i \frac{s_i^2}{4p_i} e$$



$$s = 50 \text{ mm}$$

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$A_{net2} = 3900 - (3 \times 20 \times 15) + \left(\frac{50^2}{4 \times 100} + \frac{50^2}{4 \times 100} \right) \times 15 = 3187.5 \text{ mm}^2$$

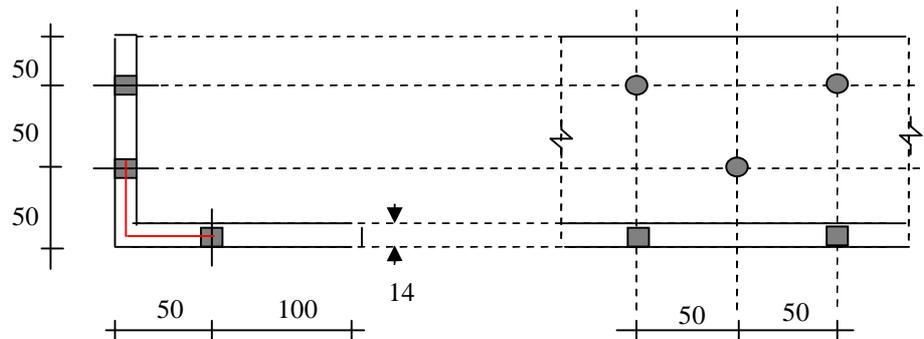
$$(A_{net})_{min} = \text{Min}(A_{net1}; A_{net2}) = 3187.5 \text{ mm}^2$$

Exemple 2 :

Calculer la section nette minimale de la cornière (L 150×150×14) boulonnée ci-dessous.

Solution :

L150×150×14



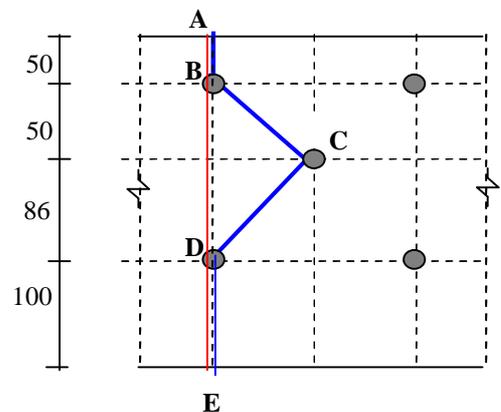
Largeur de la cornière aplatie :

Longueur de la ligne moyenne :

$$b = (150 - \frac{e}{2}) + (150 - \frac{e}{2}) = 150 + 150 - e$$

$$b = 150 + 150 - 14 = 286 \text{ mm}$$

$$A = 286 \times 14 = 4004 \text{ mm}^2$$



Calcul de la section nette minimale $(A_{net})_{min}$:

Ligne droite ABDE : (2 trous)

$$A_{net1} = A - nde$$

$$A_{net} = 4004 - (2 \times 20 \times 14) = 3444 \text{ mm}^2$$

Ligne brisée ABCDE : (3 trous)

$$A_{net} = A_{br} - n.d \times e + \sum_i \frac{s_i^2}{4p_i} \times e$$

$$s_1 = s_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_2 = 50 + 50 - 14 = 86 \text{ mm}$$

$$A_{net2} = 4004 - (3 \times 20 \times 14) + \left(\frac{50^2}{4 \times 50} + \frac{50^2}{4 \times 86} \right) \times 14 = 3440.74 \text{ mm}^2$$

$$(A_{net})_{\min} = \text{Min}(A_{net1}; A_{net2}) = 3440.74 \text{ mm}^2$$

5. Effet de traînage de cisaillement (cas des cornières)

Les effets de « traînage de cisaillement » et d'excentricités dans les attaches usuelles de cornières assemblées par une seule aile sont prises en compte de la manière suivante.

L'effort de calcul demeure uniquement l'effort de traction N_{Sd} : il n'y a pas de calcul de moment secondaire.

En revanche, la résistance $N_{u,Rd}$ est modifiée comme suit (Fig.11) :

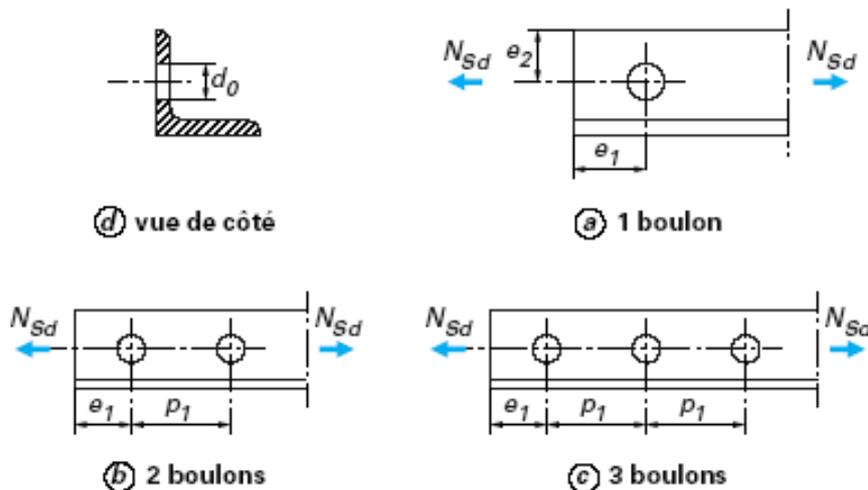


Fig.11 – Assemblage de cornières par boulons